

CRTSII 型板式无砟轨道轨道板力学性能试验研究

田其义¹, 王军文¹, 石 岩¹, 张向东²

(1 石家庄铁道大学 土木工程学院, 河北 石家庄 050043; 2 石家庄铁路职业技术学院, 河北 石家庄 050041)

摘要:通过七块 CRTSII 型无砟轨道轨道板的静载和疲劳试验,发现轨道板在开裂前基本处于弹性状态,其控制截面实测应变值与实体单元、板单元有限元模型的理论计算结果较为吻合,而与初等梁理论的计算结果在轨下截面偏差较大;轨道板的静力强度均满足规范要求,但疲劳强度需进一步加强,施工过程中应加强对预应力工序的控制。

关键词:CRTSII 型无砟轨道板;静载;疲劳;有限元

中图分类号:U213 2+ 42 **文献标识码:**A **文章编号:**2095- 0373(2010)04- 0036- 05

0 引言

用于 CRTSII 型无砟轨道系统的轨道板称为 CRTSII 型无砟轨道板(以下简称轨道板),是在吸收德国板式无砟轨道板的基础上,经改进后应用于国内高速铁路无砟轨道的新型结构^[1],适合应用于时速 300 km 及以上的高速铁路。轨道板的制造是 II 型无砟轨道系统技术的关键,制作工艺与传统混凝土制品存在较大差异,且国内无相关生产经验可借鉴。在轨道板铺设之前进行力学性能试验,以便检测设计是否安全、施工质量是否满足规范及设计要求,成为控制和确保无砟轨道乃至整个铁路工程质量的重要保证。

CRTSII 型无砟轨道板包括标准板、特殊板和补偿板,其中标准板长 6 450 mm、宽 2 550 mm、厚 200 mm,混凝土的设计强度为 C55,每块板混凝土用量 3.45 m³,板质量约 8 630 kg,轨道板横向配置 60 根 Φ 10 预应力钢筋,纵向配置 6 根 Φ 20 精轧螺纹钢筋,用于轨道板的纵向联接,在纵、横向钢筋的上、下层分别配置一层钢筋网片,所有钢筋交叉点均做绝缘处理。每组承轨台之间设有一道控制开裂的 V 型槽。

1 试验研究方案

根据文献[2],选取某块标准板的一对承轨台作为研究对象进行试验,如图 1 所示,检验其力学性能。轨道板力学性能试验主要是静载试验(轨下截面、中间截面)和疲劳试验,其试验图示、施加荷载和规范要求见文献[2]。试验中任选四块轨道板进行轨下截面和中间截面静载试验,任选三块轨道板进行疲劳试验。

1.1 应变测试

在两支点间试件跨中纯弯段两侧混凝土受拉和受压边缘布置钢弦传感器,传感器布置如图 2 所示。

1.2 裂缝观测

用 20 倍放大镜观测轨道板裂缝的出现,在轨道板表面上标注并记录开裂荷载,裂缝宽度用 PYS-E40 裂缝综合测试仪读取。

1.3 加载方案^[2]

1.3.1 静载试验

试件就位后,荷载的施加以轨道板设计纯弯段的设计计算控制弯矩为参照,按照混凝土静载加载方

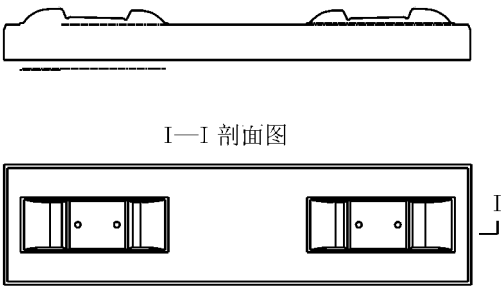


图 1 轨道板平板图(一对承轨台)

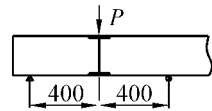
法进行,即每加一级荷载后,持荷 10 min 待荷载稳定后采集数据。继续施加下一级荷载,直至混凝土开裂。具体步骤为:

- (1)记录钢弦传感器的初始读数。
- (2)以 10 kN /m in 速度加载到规范值 (轨下截面试验为 105 kN; 中间截面试验为 154 kN), 然后采用 1 kN · m 荷载弯矩逐级加载, 每一级荷载保持 10 min, 荷载稳定同时记录数据。
- (3)在加载荷载接近纯弯段开裂荷载时, 注意观察裂缝出现, 记录开裂荷载值和裂缝宽度。
- (4)继续加载至轨道板断裂, 记录构件破坏荷载。

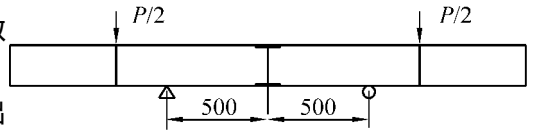
1.3.2 疲劳强度试验

试件就位后, 按静载方法加载到轨道板开裂, 然后采用疲劳荷载进行加载, 具体步骤为:

- (1)以 10 kN /m in 速度加载到 105 kN, 然后采用 1 kN · m 荷载弯矩逐级加载, 每一级荷载保持 10 min。在加载荷载接近纯弯段开裂荷载附近时, 注意观察裂缝出现, 记录开裂荷载值和裂缝宽度。
- (2)施加疲劳荷载, 对轨道板进行疲劳试验, 疲劳作用次数 $n = 2 \times 10^6$ 。其中疲劳荷载及循环特征值 ρ 为 $P_{min} = 20$ kN, $P_{max} = 138.7$ kN, $\rho = P_{min} / P_{max} = 0.14$ 。其中, P_{min} 为疲劳检验荷载最小值 (kN); P_{max} 为疲劳检验荷载最大值 (kN)。
- (3)经过 2×10^6 次荷载循环后, 记录轨道板在承载状态下的最大裂缝宽度以及卸载回零后最大残余裂缝宽度。
- (4)继续加载至轨道板断裂, 记录构件破坏荷载。



(a) 轨下截面



(b) 中间截面

图 2 钢弦传感器布置图 (单位: mm)

2 应变理论分析

2.1 初等梁理论

把轨道板简化成理想的简支梁模型, 在确定试验的加载方案后, 即可按加载步骤计算出各级荷载下控制截面的各项内力, 然后由内力及换算截面几何特征值等计算出各截面的上、下缘应力, 再由胡克定律推算各点理论应变值 (一般近似认为梁 (板) 某个截面在开裂前为均质弹性变形, 因此由各截面应变值及中性轴位置等可推算出该截面各点应变值)。在本试验中, 由于试验中施加预应力的纵向力已加载完毕, 试验梁无纵向力。按照材料力学公式, 构件纯弯曲时计算纤维处应变^[3] $\epsilon = My / B$, 其中, M 为计算截面承受的外弯矩, y 为计算纤维处到中性轴的距离, B 为构件的刚度, 此处计算不考虑混凝土受拉区开裂前出现的塑性变形, 采用 $B = E_c I_0$ (E_c 为混凝土的弹性模量, I_0 为构件换算截面惯性矩)。

2.2 有限元分析

按初等梁理论计算尽管能反应轨道板的整体受力状态, 但是为了反应轨道板在试验时的真实受力状态, 现利用 MIDAS/Civil 对结构进行有限元分析。在有限元分析中, 实体单元与其他的单元类型相比, 更符合构件的实际受力情况, 能得到最精确的计算结果, 尤其在构件局部受力分析时, 具有明显的优势; 而板单元计算方便, 结果同样可以满足设计与分析的要求。故分别采用实体单元和板单元对轨道板按实际尺寸模拟, 分析模型中考虑实际边界约束和加载状态, 不考虑预应力和构件自重。

(1) 实体单元。采用 8 节点实体单元模拟。图 3 中, X 轴沿轨道横向, Y 轴沿轨道纵向。试验荷载按实际尺寸以面荷载的形式施加。轨道板实体单元计算模型共计 5 121 个节点, 划分为 4 020 个单元, 其划分单元后的有限元模型如图 3 所示。

(2) 板单元。采用 4 节点厚板单元模拟, 将承轨台简化成矩形板处理。选取相同的坐标系和试验荷载施加方式。板单元计算模型共计 629 个节点, 划分为 528 个单元。

3 实测应变分析及与理论应变值的比较

前已说明, 在轨道板混凝土受拉、受压边缘粘贴钢弦应变传感器, 试验测量了其从加载开始至裂缝出

现各级荷载下的值。各级荷载作用下,跨中纯弯段控制截面混凝土受拉和受压区边缘应变与施加荷载的关系曲线如图 4 所示。

从混凝土的荷载-应变关系图中可以看出,轨道板在开裂前,控制截面混凝土应变与荷载基本线性相关,构件处于弹性状态。将各个轨道板开裂前各级荷载作用下实测混凝土应变与按初等梁理论分析和有限元分析值进行比较,见表 1。

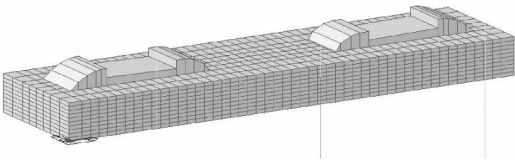


图 3 划分单元后的有限元模型

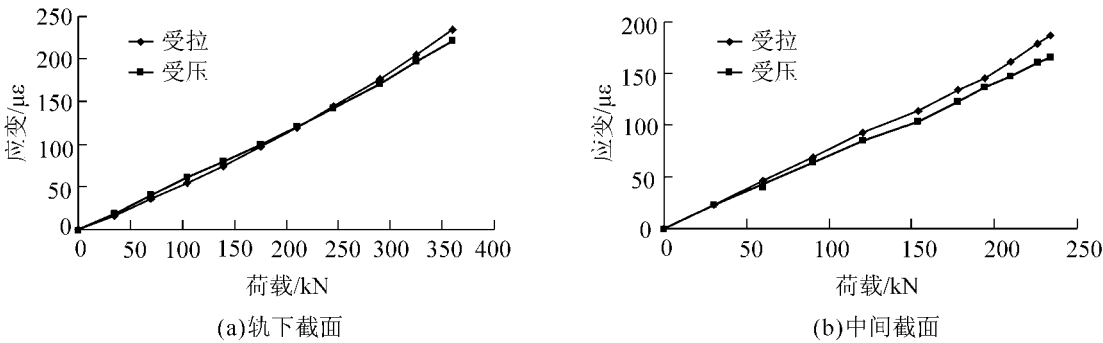


图 4 荷载-应变关系

表 1 实测、初等梁理论计算和有限元分析应变值比较

位置	检验荷载 / kN	实测	初等梁理论	实体 单元	板单元	初等梁 理论 / 实测	实体单元 / 实测	板单元 / 实测
轨下截面受拉	70	35.7	74.7	54.7	49.0	2.09	1.53	1.37
	140	74.6	149.5	109.4	98.3	2.00	1.47	1.32
	210	119.0	224.2	164.1	147.3	1.88	1.38	1.24
	290	177.0	309.6	226.6	203.7	1.75	1.28	1.15
	360	234.7	384.3	281.3	252.7	1.64	1.20	1.08
轨下截面受压	70	41.0	62.4	45.2	45.6	1.52	1.10	1.11
	140	80.5	124.8	90.5	91.3	1.55	1.12	1.13
	210	121.0	187.2	135.7	136.9	1.55	1.12	1.13
	290	171.0	258.5	187.4	189.0	1.51	1.10	1.11
	360	221.0	320.9	232.6	234.6	1.45	1.05	1.06
中间截面受拉	60	46.8	48.7	49.2	49.0	1.04	1.05	1.05
	120	93.1	97.5	98.4	98.0	1.05	1.06	1.05
	178	134.3	144.6	146.0	145.6	1.08	1.09	1.08
	210	161.0	170.6	172.3	171.8	1.06	1.07	1.07
	234	186.6	190.1	191.9	191.5	1.02	1.03	1.03
中间截面受压	60	43.3	48.7	49.0	49.0	1.12	1.13	1.13
	120	85.1	97.5	97.9	98.0	1.15	1.15	1.15
	178	122.5	144.6	145.2	145.6	1.18	1.19	1.19
	210	147.5	170.6	171.3	171.8	1.16	1.16	1.16
	234	165.6	190.1	190.9	191.5	1.15	1.15	1.16

由表 1 可以看出,钢弦传感器实测应变值与 MIDAS/Civil 模型分析结果吻合的较好,而与初等梁理论计算值相差较大,这主要是初等梁理论计算时未考虑承轨台构造的影响,另外实际边界约束的影响也不可忽视。再者,钢弦传感器实测应变值均小于初等梁理论计算值和 MIDAS/Civil 模型分析计算值,这是由于相对于轨道板来说,传感器标距相对较大、试件长度相对较小所致。

4 力学性能试验结果分析

4.1 静载试验分析

如前所述,在加载荷载接近纯弯段开裂荷载附近时密切观测裂缝的出现,记录相关数据。轨道板静载试验结果见表 2。由表 2 可以看出,轨道板轨下截面和中间截面开裂弯矩和断裂弯矩值均超过规范规

定弯矩值, 说明轨道板的静载力学性能满足规范要求。

表 2 静载试验记录表

试验名称	试件编号	开裂荷载 /kN	开裂弯矩 /(kN· m)	裂缝宽度 /mm	断裂荷载 /kN	断裂弯矩 /(kN· m)
轨下截面	1	292	54.8	0.06	650	121.9
轨下截面	2	363	68.1	0.11	630	118.1
中间截面	3	234	29.3	0.11	410	51.3
中间截面	4	229	28.6	0.12	450	56.3

4.2 疲劳性能分析

前已说明, 在按静载方法加载到轨道板开裂后, 采用疲劳荷载进行加载, 检验其疲劳性能, 根据文献 [2], 轨道板在承载状态下最大允许裂缝宽度为 0.20 mm, 卸载后最大允许残余裂缝宽度为 0.07 mm。由于疲劳试验结果的离散性, 选取三块轨道板进行疲劳试验, 以便较好的反应其疲劳性能, 各轨道板疲劳性能试验结果见表 3 其中 7 号轨道板裂缝实图如图 5 所示。

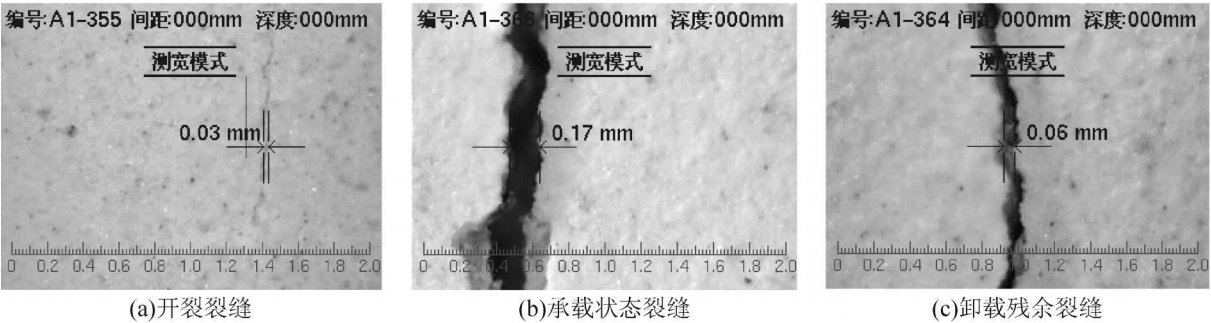


图 5 7 号轨道板裂缝

表 3 疲劳试验记录

试件 编号	静载试验			疲劳试验		断裂荷载 / kN	断裂弯矩 / (kN· m)
	开裂荷载 / kN	开裂弯矩 / (kN· m)	裂缝宽度 / mm	承载下裂缝 宽度 /mm	卸载残余裂 缝宽度 /mm		
5	255	47.8	0.06	0.15	0.12	400	75.0
6	337	63.2	0.04	0.07	0.04	610	114.4
7	304	57.0	0.03	0.17	0.06	590	110.6

由表 3 可以看出, 6 号、7 号轨道板能够达到规范要求, 且具有较高的断裂承载力; 三块板在疲劳试验过程中, 均未出现力筋抽动、滑移现象; 5 号轨道板承载下裂缝宽度和卸载裂缝宽度均不满足规范要求, 断裂荷载也相对较低。当加载至断裂荷载时, 5 号、7 号轨道板端部的预应力筋出现了不同程度的局部滑移, 最大相对位移可达 5 mm; 这说明在断裂荷载下, 纵向受力筋的拉力超过了混凝土与力筋之间的粘结力。文献 [4] 认为, 预应力混凝土结构的疲劳特性与构件材料-混凝土、预应力钢筋以及它们之间粘结性能紧密相关, 当混凝土开裂时, 构件所受拉力由预应力钢筋承担。影响轨道板混凝土与受力筋之间粘结力的因素主要有混凝土的化学胶结力、力筋和混凝土界面上的摩擦力, 以及螺旋肋钢丝的螺纹与混凝土的机械咬合作用 [5]。当轨道板端部预应力筋发生局部滑移时, 混凝土的化学胶结力丧失, 同时两者间的摩擦力开始作用, 它主要取决于力筋和混凝土之间的粗糙程度; 力筋在混凝土中不发生较大抽动 (或整体滑移) 的情况下, 螺旋肋钢丝表面螺纹与混凝土产生的机械咬合力始终存在, 使构件保持一定的承载力。

5 结论及建议

- (1) 轨道板在混凝土出现裂缝之前处于弹性状态, 各项静力学性能均能满足规范要求。
- (2) 对轨道板开裂前控制截面应力应变进行理论分析和实验研究比较结果表明: 实际边界约束和加载状态下的有限元模型的理论计算较好地反应了构件的实际受力状态, 而初等梁理论则略显不足, 尤其是对轨下截面的分析误差较大, 说明在轨道板等小型构件的分析中, 实际边界约束的影响不能忽略。
- (3) 进行疲劳试验的三块轨道板试件中, 有一块未能达到规范要求; 疲劳试验过程中, 未出现力筋滑

移抽动现象;当加载至断裂荷载时,其中两块板出现力筋滑移现象。作为主要承受循环次数较多且重复荷载较大疲劳荷载的构件,轨道板的疲劳性能需进一步控制和加强。

(4)为了提高轨道板混凝土与受力筋之间的粘结力,防止粘结的退化,在轨道板的施工中应注意以下几点:①加强振捣,保证混凝土均匀和密实;②注意养护,使混凝土中的水泥胶体充分水化;③粘结力的三个影响因素都与钢筋表面的粗糙度和锈蚀程度密切相关,施工中应注意清理干净普通钢筋和受力筋。

(5)预应力钢筋极大影响钢筋混凝土构件的疲劳性能,在施工过程中应加强对预应力工序控制,预应力施工应严格控制预应力钢筋相对模板的位置,考虑到钢束与挡板之间的摩擦,预应力应在张拉控制应力的基础上进行超张拉,超张拉值根据实测数据决定,严格控制张拉程序和张拉应力值。

参 考 文 献

[1]王海良,秦宝和,任权昌. CRTSII 型板式无砟轨道混凝土轨道板预应力施工关键技术[J]. 铁道建筑, 2010(3): 80-81.
[2]中华人民共和国铁道部. 科技基[2008]173号 客运专线铁路 CRTSII 型板式无砟轨道混凝土轨道板(有挡肩)暂行技术条件[S]. 北京:中国铁道出版社, 2008.
[3]东南大学,天津大学,同济大学. 混凝土结构设计原理[M]. 北京:中国建筑工业出版社, 2005.
[4]钟美秦,汪加蔚. 混凝土疲劳强度的研究[J]. 铁道建筑, 1996(9): 25-29
[5]过镇海,时旭东. 钢筋混凝土原理和分析[M]. 北京:清华大学出版社, 2003

Experimental Study on Mechanical Properties
of CRTSII Ballastless Track Slab

Tian Qiyi¹, Wang Junwen¹, Shi Yan¹, Zhang Xiangdong²

(1. School of Civil Engineering Shijiazhuang Tiedao University, Shijiazhuang 050043, China
2. Shijiazhuang Vocational College of Railway Technology, Shijiazhuang 050041, China)

Abstract Static and fatigue test of seven CRTSII ballastless track slabs were conducted. The results showed that the track slabs were in the elastic state before crack occurred. The measured normal strains at control sections were consistent with the theoretical results of solid elements or plate elements finite element model. However, the measured strain of section under track was much less than the results of the elementary beam theory. The static strengths of all specimens can meet the specification while the fatigue strength needs to be enhanced, and the tensioning procedure of prestressed tendon should be well controlled in construction.

Key words CRTSII ballastless track slab; static; fatigue; FEM

(上接第 35 页)

Stress Analysis of Closed-ribs Orthotropic Steel Decks

Lin Maosheng Gu Ping Zhou Cong

(Department of Bridge Engineering Tongji University, Shanghai 200092, China)

Abstract Orthotropic decks will generate significant out-of-plane bending moments in the deck plate and rib wall when wheel loads act on it due to the relatively small thickness of both the deck plate and rib wall. This essay numerically calculates the stresses in plate-rib area with ANSYS. The results of the calculation show that the surface stresses in the deck plate are much larger than those in the rib wall, and installing an inner diaphragm plate at the cross section will improve the stresses condition of the structure. The size of cope hole should not be too large, and a 25 mm radius would be appropriate.

Key words orthotropic steel deck; cracks; finite-element model; inner diaphragm plate; cope hole